

ARMIERTER BETON.

1915. NOVEMBER.

INHALT

Die Eisenbetonkuppel des Neuen Zirkusgebäudes in Kopenhagen. (Ausführung der Firma Christiani und Nielsen-Kopenhagen, Hamburg usw.). Von Geheimrat Professor M. Foerster in Dresden. S. 261.

Der Bau des Talüberganges bei Langwies an der elektrischen Bahn Chur-Arosa. Von Dipl.-Ing. H. Schürch i. Fa. Ed. Züblin & Cie. (Fortsetzung von S. 238.) S. 265.

Die neuesten Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Heft 30, 35 u. 36). Besprochen von Geheimrat Prof. M. Foerster in Dresden. S. 278.

Literaturschau. Bearbeitet von Bauamtmann R. Schober (Dresden). S. 282.

Bücherbesprechungen. S. 284.

DIE EISENBETONKUPPEL DES NEUEN ZIRKUSGEBÄUDES IN KOPENHAGEN.

(Ausführung der Firma Christiani und Nielsen-Kopenhagen, Hamburg usw.).

Von Geheimrat Professor M. Foerster in Dresden.

Am 7. März 1914 wurde das Zirkusgebäude in Kopenhagen durch Feuer vollkommen zerstört; sowohl seine in Eisen und Glas konstruierte Kuppel als auch die ganze Inneneinrichtung wurde ein Raub der Flammen, und nur die Außenmauern blieben stehen. Um derartigen weitreichenden Zerstörungen in Zukunft vorzubeugen und einen möglichst feuersicheren Bau zu schaffen, entschloß man sich zur Herstellung des Neubaus in Eisenbeton. Die Ausführung der für ihn notwendigen großen Kuppel wurde der oben genannten Firma Christiani und Nielsen übertragen, der es gelang, in sehr kurzer Zeit die ihr gestellte Aufgabe in anerkennenswerter Weise zu lösen und der vielseitigen Schwierigkeiten bei der Bauausführung Herr zu werden. Diese waren im besondern darin begründet, daß als Bau-

mußte, bei der keinerlei Störung für den Fortgang der anderen Bauarbeiten für Unter- und Innenbau zu befürchten stand. Aus diesem

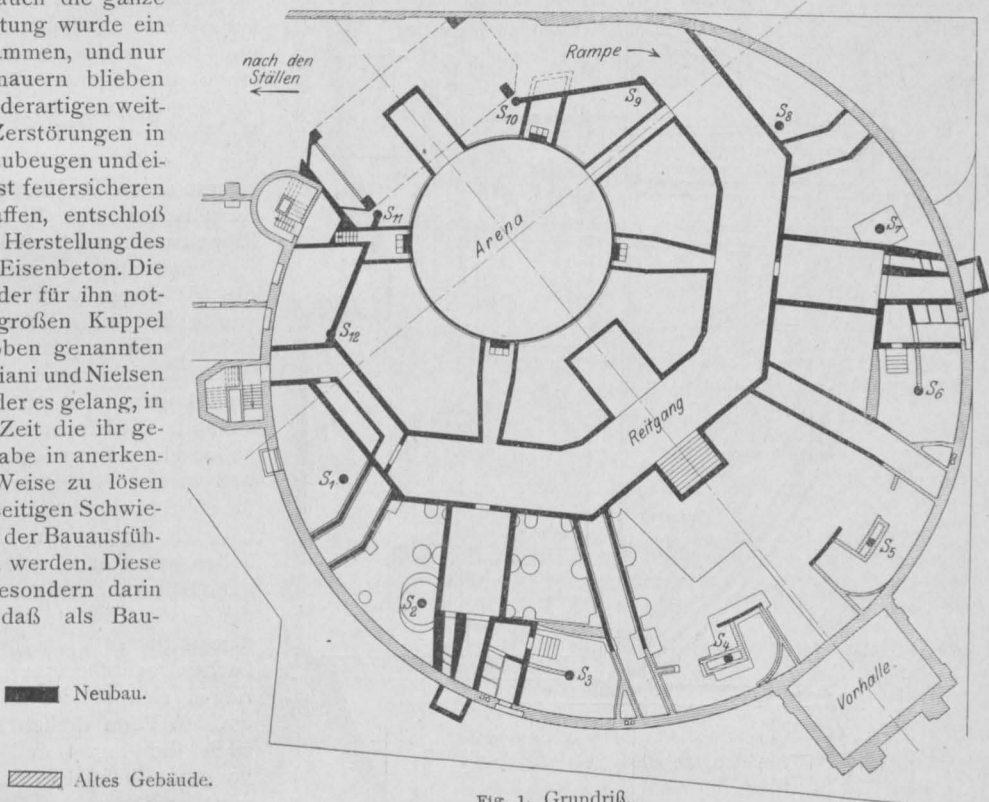


FIG. 1. Grundriß.

zeit für den ganzen Zirkus nur 4 Monate zur Verfügung standen und demgemäß für die Herstellung der Kuppel eine Bauart gewählt werden

Grunde war auch ein festes Baugerüst zur Herstellung der Kuppel ausgeschlossen; es mußte vielmehr — wie aus der Fig. 2 zu ersehen, der

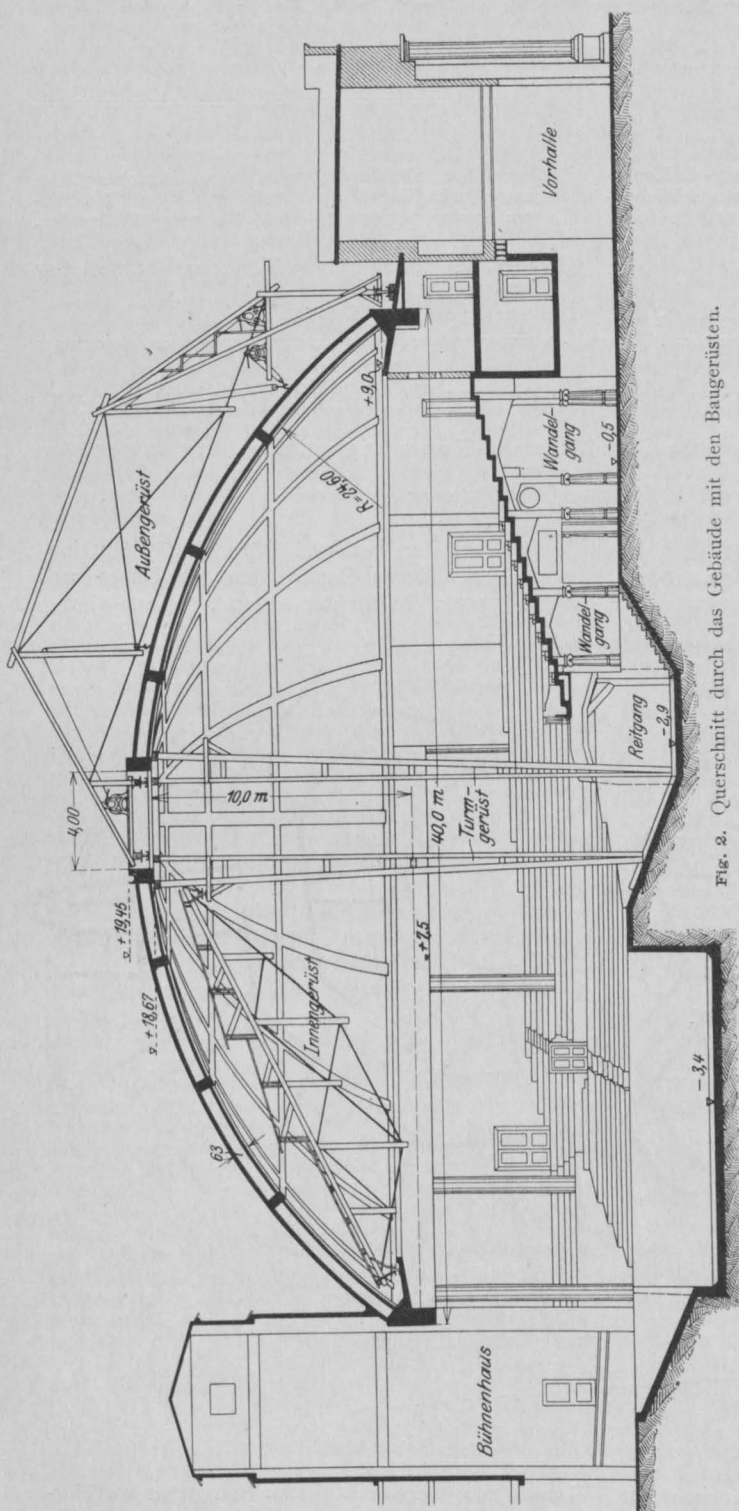


Fig. 2. Querschnitt durch das Gebäude mit den Bangerüsten.

Einbau fester Rüstungen auf einen einzelnen Turm in Gebäudemitte beschränkt bleiben. Damit war es auch ausgeschlossen, die Haupttragteile der Kuppel — deren Rippen — an Ort und Stelle zu betonieren, es mußte vielmehr ein Bauvorgang gewählt werden, wie er bei Eisenbauten mehr üblich ist, d. h. ein Einmöntieren der an anderer Stelle fertig hergestellten Haupttragteile stattfinden. Die Kuppel selbst weist bei 10 m Pfeilhöhe eine Spannweite von 40 m auf. Ihr Tragwerk besteht aus 20 Rippen und 5 Ringen, deren unterster den Fuß, deren oberster den Laternenring darstellt. Zwischen Rippen und Ringen spannen sich doppelte Verbundschalungen. Der Fußring wird, wie aus der Grundrißanlage ersichtlich ist — Fig. 1 —, durch 12 Eisenbeton-Säulen (S) getragen; er verläuft innerhalb der Ringmauer des Gebäudes, ist mit ihr durch eine äußere Eisenbetonplatte verbunden und trägt zudem auch eine nach innen ausragende Platte, welche für den Zugang der Artisten, der Bedienung usw. dient — siehe die Fig. 2 u. 3a, welche einen Querschnitt durch das Gebäude bzw. die Einzelheiten des Fußringes und Rippenanschlusses wiedergeben.

Gleichzeitig mit der Herstellung des Fußringes und seiner Säulen wurde der mittlere Gerüsturm errichtet, und zugleich wurden auch die 20 Meridianrippen liegend auf dem Boden in ihren Formen gestampft. Die Rippen sind 20 m lang, haben einen I-förmigen Querschnitt und wiegen eine jede rd. 6 t. Um die fertig abgebundenen und erhärteten Rippen in die Höhe zu heben, wurde ein drehbarer vorwiegend hölzerner Laufkran konstruiert, der — Fig. 2 rechte Seite — teils auf dem mittleren Turm, teils auf dem flachen Dachteile außerhalb des Fußringes sich stützte und sich rings um den Turm drehen ließ — siehe auch die Fig. 4 und 5, die Bauvorgänge beim Einbau der Rippen wiedergebend.

In den Laufkran wurden die erforderlichen Winden eingebaut und durch Seile konnten nun die Rippen an 2 Punkten gefaßt, gehoben, auf

ihren Platz gestellt und eingefügt werden. Da nach vollzogenem Einbau eine jede Rippe nur an ihren beiden Endpunkten — am Fußring und Mittelturm — nach Art eines Trägers auf zwei Stützen — gestützt und hierbei starken Biegebelastrungen ausgesetzt wurde, war es notwendig,

ausgekragte Rippenbewehrung als Bügel in den Beton des Ringbalkens eingriff und somit die Laternenring-Bewehrung umfaßte — ähnlich wie beim Fußringe. Hier wurde, Fig. 3a—b, die Verbindung in der Weise bewirkt, daß zwei vom Fußring ausgehende Bügel zwischen die Flanschen des T-för-

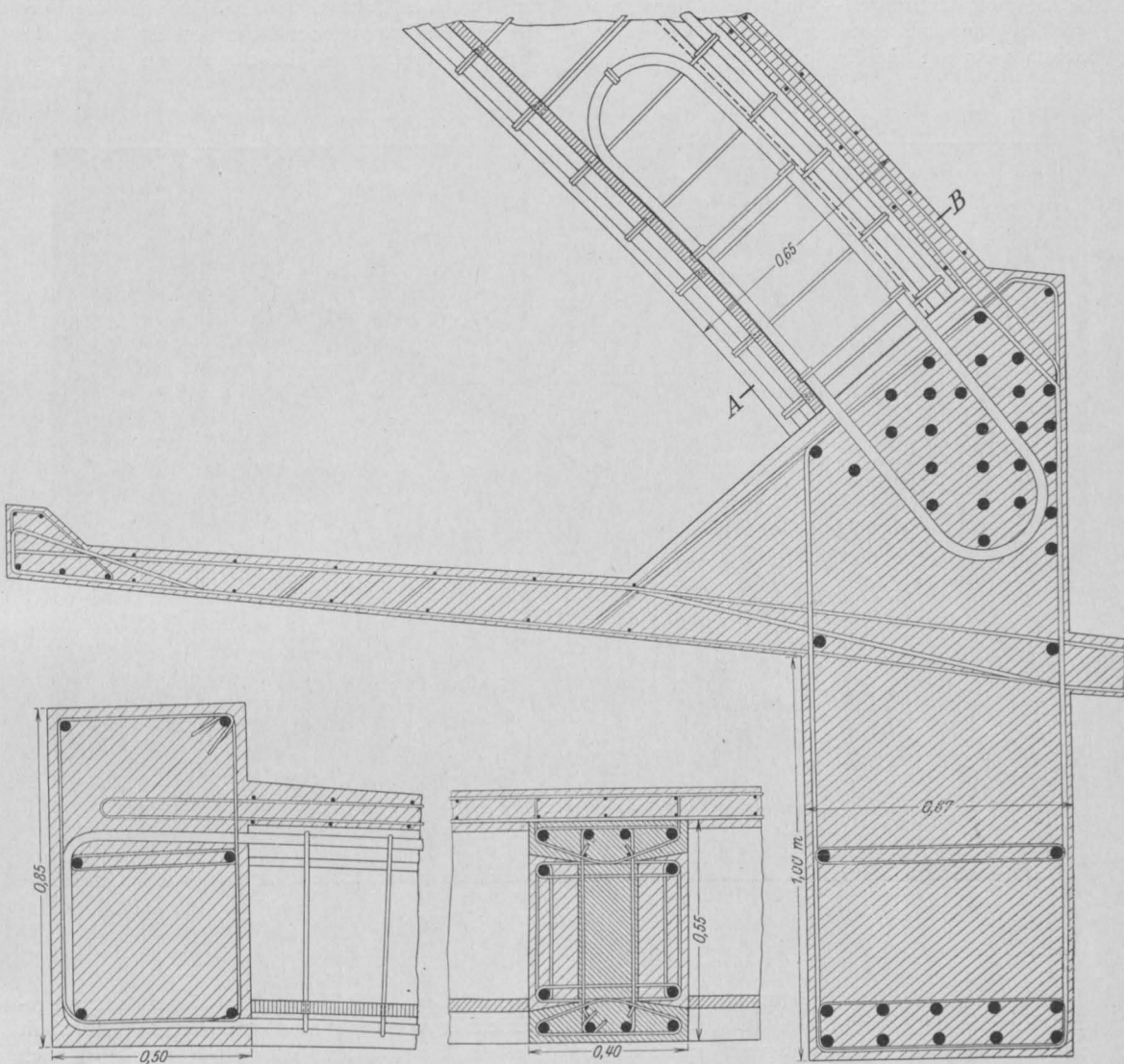


Fig. 3 c.

Einbinden der Rippen in den Laternenring.

Fig. 3 b.

Querschnitt A—B von Fig. 3a.

Fig. 3 a.

Anschluß von Fußring und Rippen.

Fig. 3. Einzelheiten des Fuß- und des Laternenringes nebst Anschluß der Rippen.

sie vorübergehend mit einer Zugstange zu versehen, welche einer Durchbiegung zu wehren hatte — siehe Fig. 4 und 6. Nach zehntägiger Arbeit waren sämtliche 20 Rippen an ihren Platz gebracht; ihre oberen Enden wurden hierauf unter Benutzung des mittleren Turmgerüsts durch den Laternenring verbunden, indem (Fig. 3c) die

migen Rippenquerschnittes fassen und durch Löcher im Rippensteg mittels Draht miteinander verbunden sind; hierauf wurden die Bügel mit Beton umgeben, und somit dem untersten Teile der Rippen ein rechteckiger Querschnitt verliehen (Fig. 3b).

Die Aussteifung der Rippen durch 3 an Ort

und Stelle in Schalung gestampfte Zwischenringe wurde — Fig. 7 — dadurch bewirkt, daß die Ringe zwischen die Flanschen der T-förmigen Rippen eingreifen, wobei die Bewehrungsseisen der Ringe durch in den Stegen der letzteren ausgesparte Löcher hindurchgeführt und dann — bei Ausbetonierung der Ringe — mit Beton umstempft wurden, um eine feste und steife Verbindung zwischen Rippen und Zwischenringen zu erzielen.

deren oberste auf einer Auskragung des Mittelturnes lag, während die untere auf der inneren Auskragung des Fußringes der Kuppel Aufnahme fand.

Von diesen vier fahrbaren Gerüsten aus wurde die Verschalung und Betonierung der Zwischenringe und der Dachschalen, endlich auch die Verzierung der Kuppelinnenfläche bewirkt, ohne die übrigen Arbeiten im Zuschauerraum irgendwie

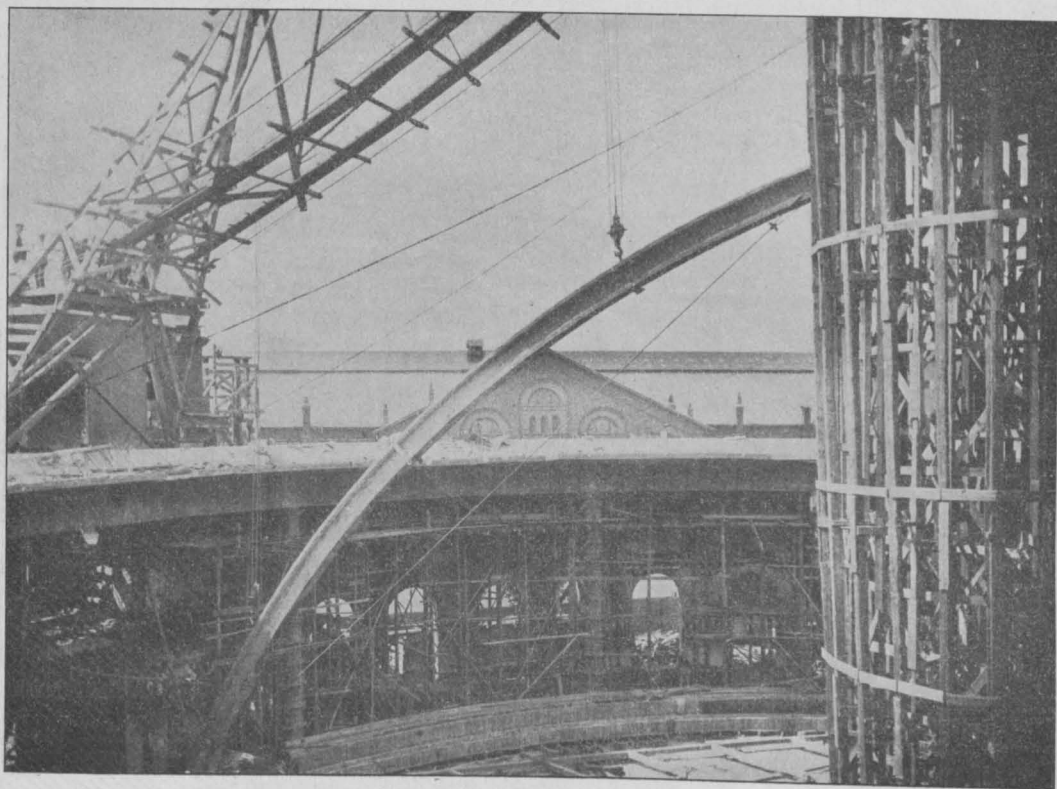


Fig. 4. Heraufziehen der Rippen.

Die Ausfüllung der Felder zwischen Rippen und Ringen ist durch zwei Eisenbetonplatten erfolgt, welche eine hervorragend große Steifigkeit der Gesamtkonstruktion zur Folge haben. Von diesen beiden Schalen ist die innere, vorwiegend der Isolierung dienend, einfach bewehrt, während die äußere, die eigentliche lasttragende und lastverteilende Dachhaut, stark und doppelt armiert ist.

Um die Zwischenringe und die beiden Dachhäute herstellen zu können, wurden 4 bewegliche Gerüste verwendet, welche sich — Fig. 2 linke Seite — ähnlich wie die äußeren Montagekrane, auf 2 konzentrischen Schienen bewegten,

zu behindern. Mit Hilfe aller dieser äußerst geschickt gewählten und der Eigenart der Arbeit bestens angepaßten Hilfsmittel war es auch tatsächlich möglich, die ganze Arbeit in 4 Monaten herzustellen.

Das ganze Bauwerk als solches gehört unstreitig zu den interessantesten Bauausführungen der letzten Jahre im Gebiete des Ingenieur— Hoch- und Eisenbetonbaues und bildet — wegen der Art seiner Herstellung und der Verwendung als fertige Konstruktionsteile in den Bau gebrachter Verbund-Haupttragteile einen wertvollen anregenden Fortschritt auf dem Gebiete der Eisenbetonkuppeln.

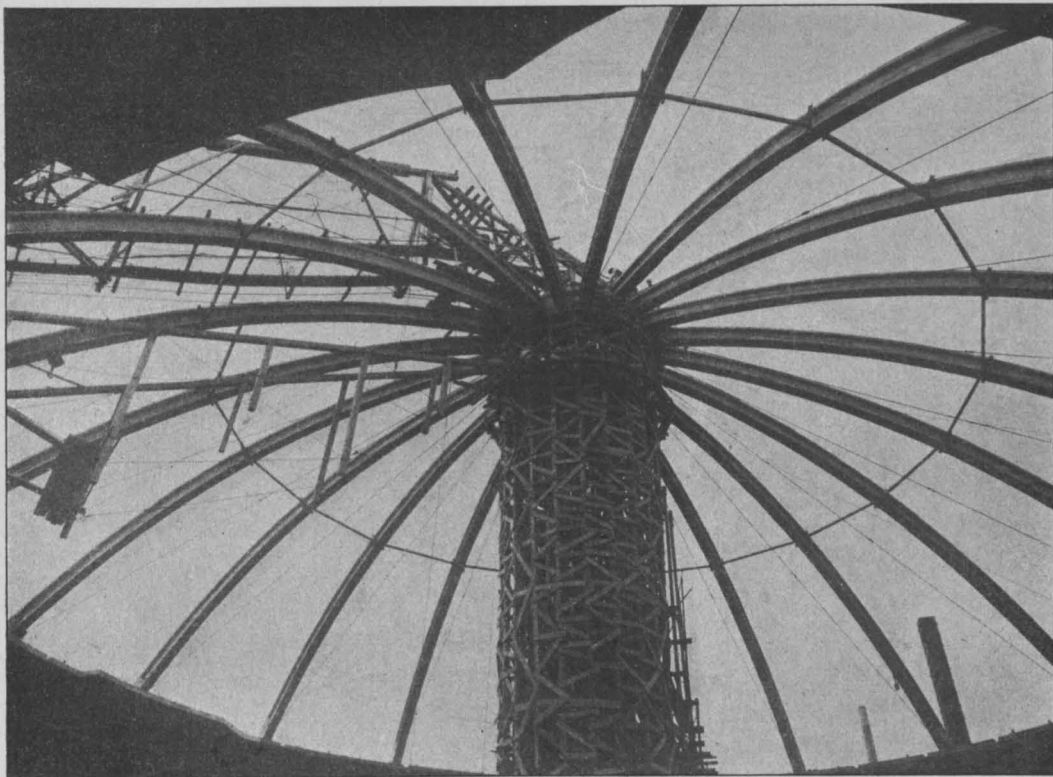


Fig. 6. Laternenring-Rippenanschluß und Mittelturm.

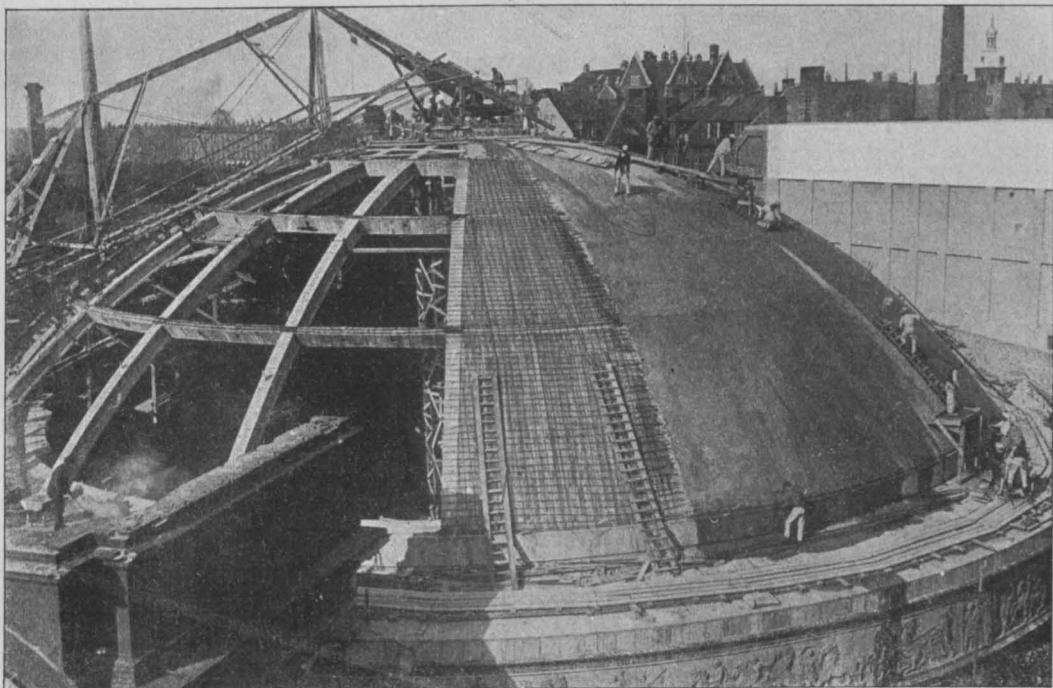


Fig. 7. Kuppelbau, fast vollendet.

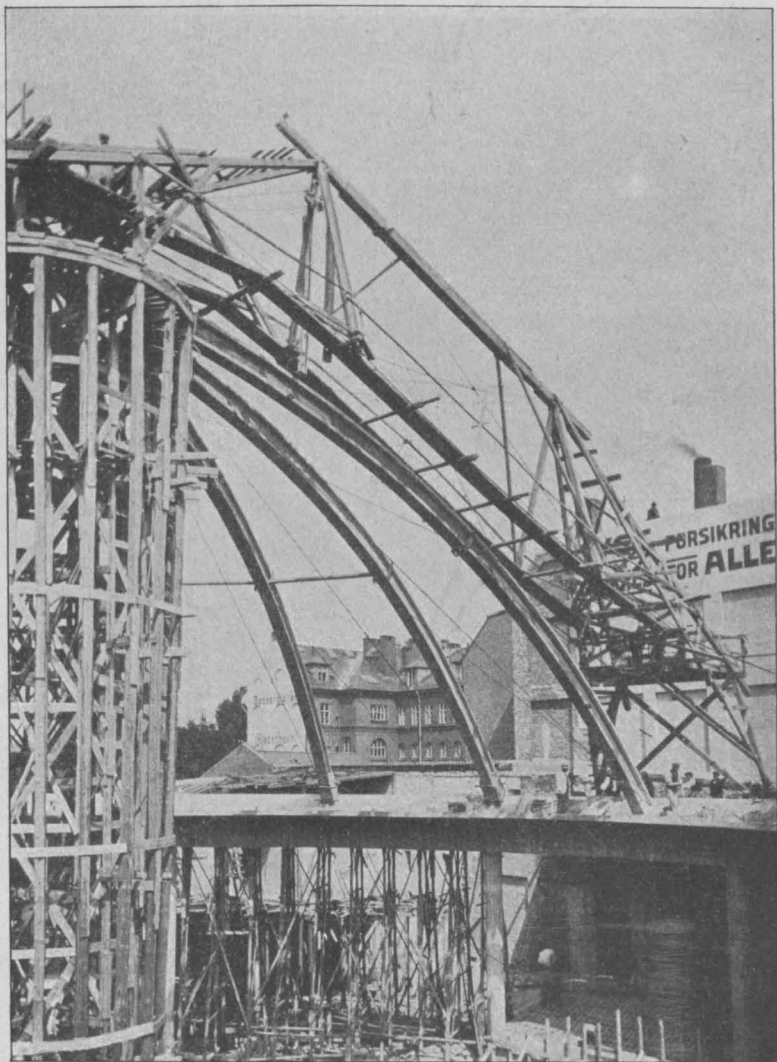


Fig. 5. Einbau der Rippen.

DER BAU DES TALÜBERGANGES BEI LANGWIES AN DER ELEKTRISCHEN BAHN CHUR—AROSA.

Von Dipl.-Ing. H. Schürch i. Fa. Ed. Züblin & Cie.

(Forts. von S. 238).

Bei der Ausführung der Gründungen erwiesen sich nun die Baugrundverhältnisse doch eher ungünstiger oder schienen wenigstens ungünstiger — namentlich unter dem Eindruck des nassen Sommers 1912 — als nach den Bodenuntersuchungen anzunehmen gewesen war. Um eine größere Sicherheit zu haben, entschloß man sich daher bei fast allen Gründungen, dieselben ganz bedeutend tiefer als nach der ursprünglichen Planung hinabzuführen (s. Fig. 38).

Bei den beiden Hauptwiderlagern zeigte es sich besonders bei den vorderen, den beiden Bachbetten zunächst benachbarten, Teilen als notwendig, sie tiefer zu führen. Am Aroser Widerlager traf man dabei schließlich, wie schon erwähnt, doch auf den ersehnten Bündnerschiefer, während man auf Langwieser in etwa 12 m Tiefe auf einer Schicht von feinem, dichtgelagertem Kies Halt machte. Zuerst wurde noch versucht diese Schicht durch Zementeinspritzung zur Ver-

steinierung zu bringen, was sich aber wegen ihrer dichten Lagerung als unmöglich erwies. Sodann entschloß man sich, eine Probelastung dieses Baugrundes vorzunehmen, um einen Anhalt über das Maß der unter der rechnerischen Pressung zu erwartenden Zusammendrückung zu erhalten. Zu

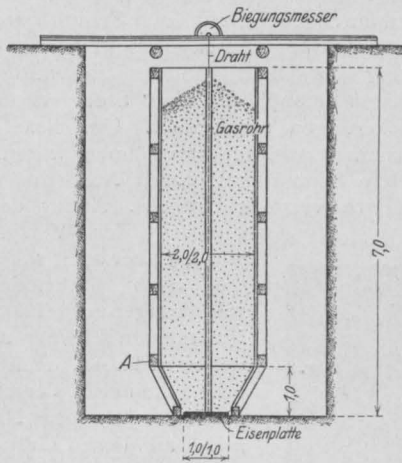


Fig. 35.

Belastungsprobe des Baugrundes.

diesem Zwecke wurde eine Art hölzerner, unten offener Silo, wie er in Fig. 35 schematisch dargestellt ist, mit einer Grundfläche von 1 qm in die Baugrube hineingebaut und mit Aushubmaterial in abgemessenen Mengen gefüllt. Die Zusammendrückung in der Mitte der Grundfläche wurde dabei mittelst eines über dem Silo und unabhängig von demselben angebrachten Griotschen Senkungsmessers, der durch einen dünnen Draht mit einer Eisenplatte auf der Grundfläche verbunden war, gemessen. Der Draht war zu seiner Sicherung von einem Gasrohr umgeben. Seitliche Verschiebungen konnten an 4 Marken an den oberen Querhölzern genau beobachtet werden. Die Belastung sollte bis auf 45 Tonnen $= 4,5 \text{ kg/cm}^2$ gesteigert werden; nachdem der Kasten jedoch schon mit 36 t gefüllt war, brach derselbe, wegen zu schwacher Ausbildung beim Punkt A, plötzlich zusammen, als weiteres Material eingekippt wurde. Da aber bei der Belastung von $3,6 \text{ kg/cm}^2$ sich keine Seitenschwankung und nur eine lotrechte Zusammendrückung von 0,2 mm

gezeigt hatte, konnte trotzdem das Ergebnis der Probelastung als befriedigend und der Baugrund als sehr geeignet angesehen werden.

Bei den rückwärtigen Teilen der beiden Hauptwiderlager aber wurde, wie erwartet, wenn auch teilweise in etwas größerer Tiefe als bei den Bohrungen, die harte Grundmoräne angetroffen, über deren Güte als Baugrund man keine Zweifel zu hegen brauchte.

Bei der Größe der Hauptwiderlager wäre es kaum möglich gewesen, dieselben in einem Stück auszuführen, schon weil die Baugrubenauszimmerung keinen Halt gegenüber dem gewaltigen Erd- und Druck der Halde gehabt hätte und wahrscheinlich die ganze Baugrube schief gedrückt worden wäre. Die Ausführung geschah daher, wie in Fig. 38 angedeutet, in drei Abschnitten.

Die Tieferführung der Gründungen hatte zur Folge, daß nun auch die beiden Hauptwiderlager zunächst benachbarten Nebenpfeiler auf der Grundmoräne sitzen.

Recht unangenehm aber waren die Erfahrungen, die bei Ausführung der Gründungen der übrigen Pfeiler auf Aroser Seite gemacht wurden. Es bestätigte sich, daß man sich dort in einem Rutschgebiet befand: Die Halde zeigte starke Verwerfungen der Schichten, größere Nester von Lehm und weicher Lette, Einlagen von Kalksteinbrocken, Bergschutt und Findlingen, Wassereinschlüsse und an der Oberfläche verschiedene Quellen. Es konnte auch festgestellt werden, daß im Frühjahr 1910 bei einem großen Hochwasser der Plessur die ganze Halde abgerutscht war, weil der Fluß

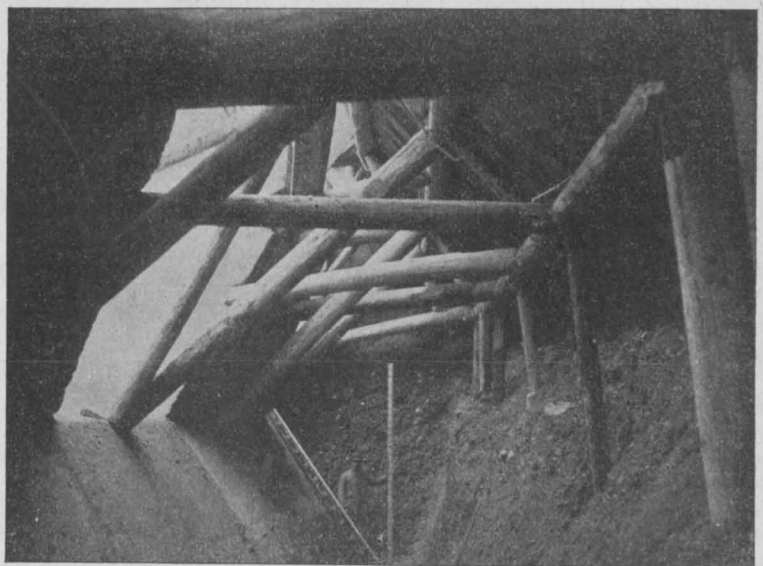


Fig. 36.

Blick in das hohle Hauptwiderlager auf Langwieser Seite.
Baubestand am 13. Mai 1913.

den Fuß der Halde angegriffen hatte. Die Risse an der Oberfläche deuteten darauf hin, daß die oberen Schichten offenbar noch immer nicht zur Ruhe gekommen waren und auf einer Gleitfläche talwärts strebten.

Bei diesen Gründungen, die in dem ebenfalls recht regnerischen Vorsommer 1913 ausgeführt wurden, mußte daher sehr vorsichtig zu Werke gegangen werden. In entsprechender Tiefe wurde zwar ein guter Baugrund, der unabhängig von den rutschenden Massen war, also unterhalb der Gleitfläche lag, gefunden, aber bei der Ausschachtung wurde der Druck der oberen Schichten, der die Auszimmerungen oben bis um 20 cm verschob, sehr deutlich verspürt.

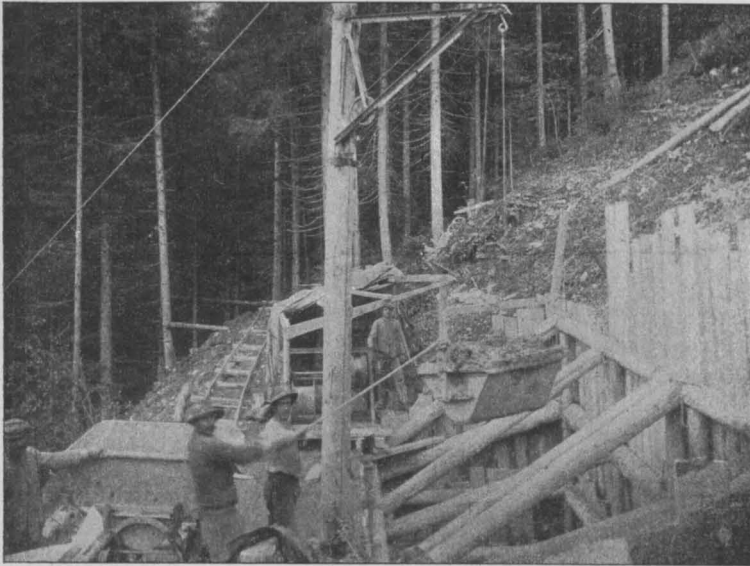


Fig. 37.

Herstellung einer Pfeilergründung für die Nebenöffnungen auf Langwieser Seite.
Bauzustand am 13. August 1913.

Damit dieser Druck nicht auch die späteren Gründungen nachteilig beeinflussen könne, sollte er durch folgende Vorkehrungen unschädlich gemacht werden: Die sämtlichen Gründungen auf Aroser Seite wurden durch 2 kräftige Eisenbetonspannriegel von je $0,70 \times 1,60$ m Querschnitt, die sich zu unterst gegen das große Bogenwiderlager stemmten längs der Haldenoberfläche miteinander verbunden und verspannt. Außerdem sollte die Halde durch Tiefstollen und Oberflächenschlitze gründlich entwässert werden, um den Druck und die Rutschgefahr zu vermindern. Von der Entwässerung, die im Selbstbetrieb der Bauherrschaft zu erstellen war, konnte allerdings nur ein Teil sofort in Angriff genommen werden, während der Rest leider erst nach Bauvollendung in Angriff genommen werden sollte. Diesem letzten ungün-

stigen Umstände ist es vielleicht zuzuschreiben, daß die Verspannung der Fundamente sich in der Folge, wider Erwarten, nicht als genügend erwies; im Spätjahr 1914, kurz vor der Abnahme der Brücke, zeigten sich in den Verspannungsriegeln deutliche Zerdrückungserscheinungen, so daß dieselben sofort verstärkt wurden, indem ihr Abstand durchgehend mit einer Stampfbetonplatte von 1,60 m Stärke voll ausgestampft wurde; zwecks Ableitung des Oberflächenwassers wurde unter der Stampfbetonplatte eine Steinpackung mit Quersickerungen angeordnet. Um diese Arbeit mit Sicherheit ausführen zu können, waren zuerst die alten Spannriegel durch Aufbetonierungen provisorisch verstärkt worden. Außer der Verstärkung der Verspannung wurden aber auch schleunigst die noch fehlenden Entwässerungen ausgeführt. Diese Maßnahmen scheinen sich bewährt zu haben, denn seither waren keinerlei Verschiebungen oder sonstige Nachteile mehr an diesen Gründungen wahrzunehmen.

Die Vertiefung der Baugruben führte auch zu dem Entschluß, dieselben durchgehend mit Magerbeton, statt nur mit Erde, wie ursprünglich vorgesehen, auszustampfen, um zu verhindern, daß durch Setzung und Zusammendrückung der Erdhinterfüllung eine spätere Störung des Gleichgewichts der steilen Halden eintrete. Die eigentlichen tragenden Eisenbetonpfeiler aber gehen durch den Magerbeton durch bis zur Gründungssohle, womit die Voraussetzungen der Rechnung aufrechterhalten bleiben. Endlich wurden bei allen Gründungen die Böschungsausschnitte durch Stützmauern gesichert (Fig. 38) und überall, wo man bei der Abteufung auf wasserführende Schichten stieß, wurde durch Anordnung von Steinsickerungen dafür gesorgt, daß das Wasser oberhalb des Fundamentes abgeleitet wurde und die Gründungssohle sicher entwässert blieb.

Die Erschwernisse bei den Gründungen (größte Baugrubentiefe 15 m) brachten es mit sich, daß im Herbst 1912 nur noch der kleinste Teil derselben fertiggestellt werden konnte und die Hauptarbeit im Sommer 1913 geleistet werden mußte²³⁾.

²³⁾ s. Schweiz. Bztg. 1914, S. 284 u. 285.

3. Das Lehrgerüst der Hauptöffnung.

Bei der örtlichen Lage des Bauwerks war es von vornherein klar, daß das Lehrgerüst nicht etwa als gewöhnliches Ständergerüst ausgeführt und damit die ganze Talbreite verbaut werden durfte, sondern daß vielmehr der Hochwassergefahr am Zusammenfluß der beiden Wildbäche, welche namentlich zur Zeit der Schneeschmelze gewaltige Wasser- und Geröllmassen führen können, dadurch Rechnung getragen werden mußte, daß die Abstützung in einigen wenigen Punkten vereinigt wurde. Das Untergerüst konnte also, statt wie üblich aus vielen Ständern, nur aus einigen großen Pfeilern oder Türmen bestehen, auf welche sich das Obergerüst mit großen Spannweiten lagerte. Damit war gleichzeitig die Gründung des Unterbaues erleichtert, weil dafür in dem aus grobem Geröll und teilweise großen losen Blöcken bestehenden Talboden keine Holzpfähle, sondern nur Betonkörper möglich waren die bei ziemlich schwieriger Wasserhaltung bis auf den guten Baugrund, die Moräne, hinabgeführt werden mußten.

Die Lehrgerüstpfeiler sollten als Fachwerkstürme zur Ausführung kommen, und es mag eigenartig erscheinen, daß man als Baustoff für dieselben Eisenbeton wählte. Man erhielt damit jedoch nicht nur eine sehr widerstandsfähige, starre Konstruktion, welche auch längerer Dauer gewachsen war — das Gerüst mußte einen Winter über stehen bleiben —, sondern es wurde gleichzeitig die gesamte mögliche Zusammendrückung des Lehrgerüsts unter der Last auf ein Mindestmaß verringert.

Ursprünglich waren drei gleiche Eisenbetontürme, auf welche sich das Obergerüst, ähnlich wie bei einigen andern neuen großen Massivbrücken, mittels mächtiger Sprengwerke aufstützen sollte, vorgesehen. In der Folge aber wurde dem generellen Vorschlag, welchen der Unterakkordant für das Hauptgerüst, der bekannte Gerüstbauer Richard Coray in Chur, der Unternehmung vorlegte, für die Ausführung der Vorzug gegeben, nachdem dieser Vorschlag seitens der Firma Ed. Züblin & Cie. in allen Teilen genau berechnet und unter Benutzung der reichen praktischen Erfahrungen seines Erbauers in seinen Einzelheiten durchgebildet und ergänzt worden war.

Das zur Ausführung gelangte Lehrgerüst (Fig. 39—42) besteht aus dem bis zu 22 m über Talsohle reichenden Unterbau der drei Eisenbetontürme, von welchen der mittlere als großes räumliches Fachwerk, die beiden seitlichen als schmale bockartige Pfeiler erstellt sind, und aus dem hölzernen Aufbau, für den namentlich der gewaltige Mittelfächer, mit seinen über 40 m langen Strahlen, charakteristisch ist. Der Mittelurm ist für sich allein standfest, während die Seitentürme

durch je 2 Differdinger I-Träger zugfest in den Widerlagern verankert wurden.

Der Mittelfächer des Gerüsts besteht in der Hauptsache aus 4 hintereinanderliegenden Gespärren, von denen je 2 paarweise eine Bogenrippe des Eisenbetongewölbes tragen. Da jedoch die beiden Bogenrippen vom Scheitel nach dem Kämpfer auseinanderlaufen, wogegen die Gerüstgespärre natürlich in parallelen Ebenen liegen mußten, wurden die zu einer Rippe gehörenden Gespärre so verlegt, daß sich ihre Mittellinie in den Viertelpunkten des mittleren Gerüstteiles mit der Rippenachse schneidet. Nur an dieser Stelle werden also die beiden Gespärre von der Rippe gleichmäßig belastet, während in der Nähe des Scheitels das innere, gegen den Kämpfer zu das äußere Gespärre stärker belastet wird. In den seitlichen Gerüstzwickeln mußte, nicht wegen der erhöhten Belastung, sondern ebenfalls wegen des Anlaufens der Bogenrippen sogar die Zahl der Gespärre auf 6 erhöht werden, indem unter jeder Bogenrippe ein drittes Gespärre außerhalb der beiden durchlaufenden angeordnet ist.

Die geringe Gewölbebreite im Verhältnis zur Bogenhöhe ergab auch wieder ein gewisses Mißverhältnis zwischen Höhe und Breite des Gerüsts; um gegen Winddruck die erforderliche Standfestigkeit zu erzielen, mußten daher besondere, schräg nach außen gerichtete Windstreben angebracht werden. Während gewöhnlich solche Windverbreibungen nur im freien Mittelteil angeordnet werden, haben wir es hier bei den außergewöhnlichen Höhenmaßen als angezeigt erachtet, auch die Seitenzwickel durch besondere Windstreben zu versteifen, namentlich deshalb, weil diese Zwickel des Gerüsts von dem Mittelfächer mehr oder weniger unabhängig sind.

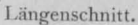
Obwohl der Achsabstand der äußeren Gespärre des Mittelfächers, mithin die Gerüstbreite im Scheitel nur 6,0 m beträgt, erreicht die für die Kippsicherheit in Betracht kommende Aufstandsfläche über dem Mittelurm, infolge der Spreizung der Windstreben, eine Breite von 18,0 m. Bei den Gerüstzwickeln stehen die äußeren Gespärre in einem Abstand 8,80, während die Windstreben auf 12,0 m auseinanderlaufen und eine entsprechende Breite der Seitentürme bedingen.

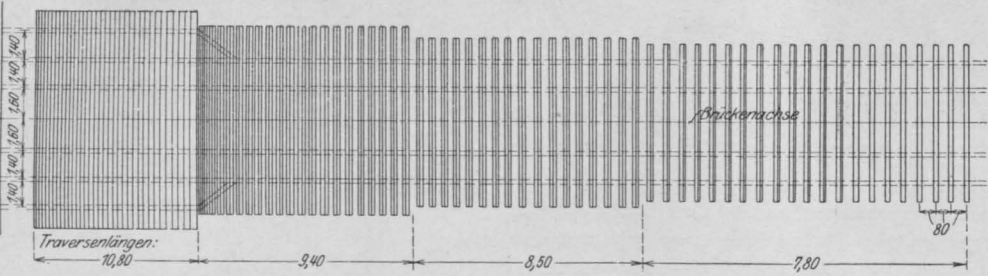
Die paarweise zu einer und derselben Bogenrippe gehörenden Gespärre sind 1,40 voneinander entfernt.

Jedes Gespärre besteht aus den eigentlichen Traggliedern: den radial gestellten Hauptstreben und den Kranzhölzern sowie den Verbindungs- und Versteifungsgliedern: den Zangen, Schwertern und Kreuzen, wozu noch einige eiserne Zuganker kommen.

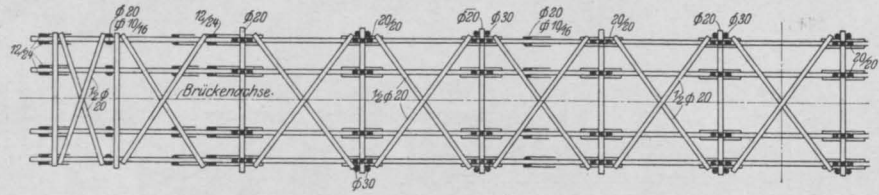
Durch die Art der Anordnung des Gerüsts kommen Beanspruchungen auf Biegung eigentlich nur in den Kranzhölzern vor, und auch solche auf

Architectural drawing of the Bogenwiderlager Bauvorgang (arch abutment construction process). The drawing shows a plan view of the abutment structure with sections I, II, III, and IV. It includes a cross-section G-H and a longitudinal section A-B. Dimensions are given in meters. The plan view shows the abutment structure with a width of 100.0 m and a height of 10.0 m. The cross-section G-H shows the structure with a width of 6.80 m and a height of 3.90 m. The longitudinal section A-B shows the structure with a length of 100.0 m and a height of 10.0 m. The drawing is labeled "Bogenwiderlager Bauvorgang" and "Pflaster".

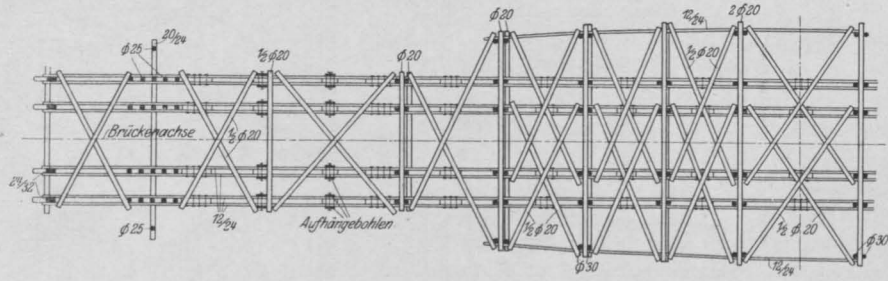




Grundriß der Traversen.



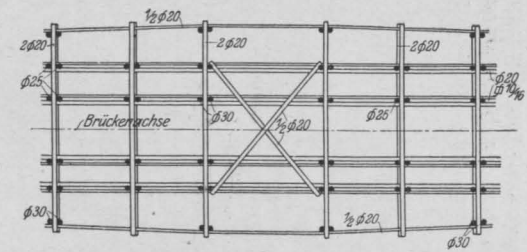
Grundriß vom Strebenkranz (abgewickelt).



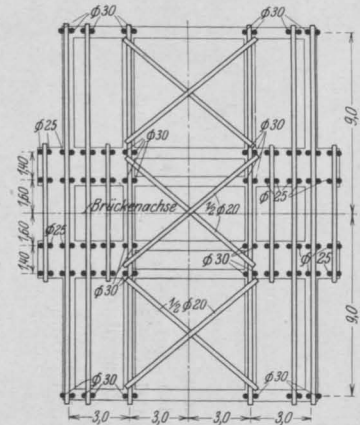
Windverschwertung auf den Zangen.

Fig. 41.

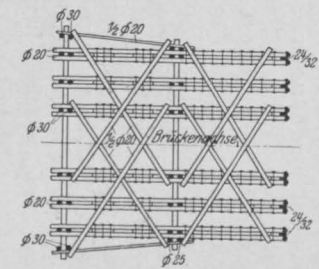
Lehrgerüst. Grundrisse.



Horizontalverschwertung.

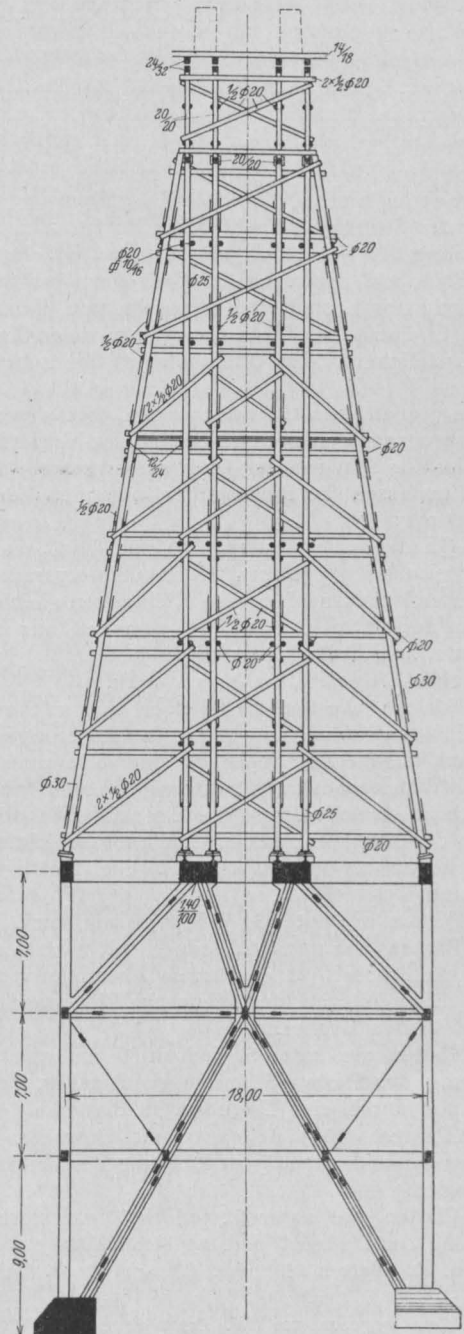


Horizontalschnitt am Fußpunkt der Streben;
Diagonalverschwertung.



Horizontalverschwertung auf den Zangen.

Untergurt dieses Fachwerks bilden die Riegel, welche zwischen die Köpfe der Hauptstreben gespannt und durch lange Laschen an den Knotenpunkten auch zugfest gemacht sind, den Obergurt



21

die Kranzhölzer, während die Füllglieder aus der durch Pfosten und geneigte Streben gebildeten Abstützung der Kranzhölzer bestehen. Durch eiserne Zugstangen ist dieser Bogenkranz außer-

dem gegen seine Auflager verankert, während die verstärkte durchgehende vierte Zange des Mittelfähers, die sogenannte Bogenschwelle, gewissermaßen sein Bogenzugband bildet. (Forts. folgt.)

DIE NEUESTEN VERÖFFENTLICHUNGEN DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON (Heft 30, 35 u. 36*).

Besprochen von Geheimrat Prof. M. Foerster in Dresden.

Von den neuerschienenen 3 Heften des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton behandelt Heft 30 die Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbetonplatten, die in der Materialprüfungsanstalt der Stuttgarter Technischen Hochschule in den Jahren 1911—1914 durch Staatsrat Dr.-Ing. C. v. Bach und Ingenieur O. Graf zur Ausführung gekommen sind und nunmehr von ihnen beiden in einem stattlichen Bande mit vielen Zusammenstellungen der Öffentlichkeit übergeben werden.

Die großzügigen Untersuchungen, bei deren Arbeitsprogramm auch Prof. Dr. Mörsch-Neustadt und Direktor Spangenberg-Dresden mitgearbeitet haben, umfassen die Prüfung der folgenden Versuchskörper:

1. Quadratische Platten, 120 mm hoch, auf 2,0 m frei allseitig gelagert, mit Rundeisen parallel den Seitenflächen nach beiden Richtungen gleichartig an der Unterseite bewehrt, zum Teil nur in der Mitte, zum Teil gleichmäßig belastet.

2. gleichartige Platten 80 mm stark.

3. Platten wie unter 1., jedoch mit solchen Eiseneinlagen in den beiden Haupttragrichtungen versehen, daß die Zugzonen hier eine vollkommen gleiche Widerstandskraft besitzen. Dies ist nur dadurch zu erreichen, daß die Eisenstäbe in der oberen der sich kreuzenden Bewehrungsschichten enger liegen als in der unteren. Gleichmäßige Belastung.

4. Platten wie unter 3., jedoch 80 mm stark.

5. Platten wie unter 1., jedoch mit nach den Plattenrändern mit zunehmendem Abstände verlegten Eiseneinlagen und gleicher Widerstandskraft in beiden Zugzonen.

6. Platten wie unter 5., jedoch 80 mm stark; Belastung der Platten 5 und 6 gleichmäßig, nur je 1 Stück durch eine Einzellast in Plattenmitte.

7. Platten 120 mm stark mit Bewehrung gleichen Zugwiderstandes in Richtung der beiden Diagonalen.

8. Platten wie unter 7., jedoch 80 mm stark. Belastung der Platten 7 und 8 gleichmäßig.

9. u. 10. Platten 120 bzw. 80 mm stark, mit

stärkerer Bewehrung, sonst wie 3. und 4. Belastung gleichmäßig.

11. und 12. Platten entsprechend 7. und 8., von 120 bzw. 80 mm Stärke, jedoch so stark parallel den Diagonalen bewehrt, daß die Zerstörung des Betons in der Druckzone erfolgte, bevor die Eiseneinlagen bis zur Streckgrenze beansprucht waren. Zu diesem Zwecke gelangten Eisen mit hoher Streckgrenze und Beton von geringerer Festigkeit zur Verwendung.

13. Rechteckige Platten von $2,0 \times 3,0$ m. Freilage, 120 mm hoch. Bewehrung parallel den Seitenflächen und in beiden Richtungen gleich groß, wobei die langen Stäbe über die kürzeren gelegt waren. Belastung gleichmäßig an 24 Stellen.

14. Rechteckige Platten 120 mm hoch, von $2,0 \times 4,0$ m Freilage. Bewehrung in der Art wie bei 13. Belastung an 32 Stellen.

15. Rechteckige Platten 120 mm hoch, $2,0 \times 4,0$ m im Lichten, jedoch — durch Einschaltung einer mittleren Unterstützung — so gelagert, daß 2 quadratische Felder von je 2,0 m Spannweite entstanden. Bewehrung wie bei 14. parallel den Seitenflächen, außerdem aber auch in der Obergurtzone über der mittleren Unterstützung und parallel der längeren Seite. Belastung an 32 Stellen (gleichmäßig).

Um die Widerstandsfähigkeit der Platten nach Möglichkeit auf die der Balken zurückzuführen, wurden anschließend noch eine Anzahl von entsprechenden Balken hergestellt; ferner dienten dem Zwecke der Materialprüfung Würfel, Prismen und Zugkörper.

Der verwendete Beton war aus 1 Raumteil Portlandzement, 2 Raumteilen Rheinsand, 3 Raumteilen Rheinkies und 9,2 Gewichtsprozenten Wasser zusammengesetzt oder aus: 200 l Zement, 400 l Sand, 600 l Kies, 175 l Wasser. Dieser Beton ergab nach 45 Tagen eine mittlere Würfelfestigkeit von 233 kg/qcm. Nur bei Platte 14 bestand der Beton aus: 1 Zement, 3 Sand, 4 Kies und 9,7 Gewichtsprozenten Wasser. Die Würfel-Druckfestigkeit dieser Mischung wurde zu 117 kg/qcm ermittelt.

*) Herausgegeben von W. Ernst & Sohn. 1915. Die Titel sind im Texte angegeben. Der Preis beträgt für Heft 30: 25,— M.; Heft 35: 1,80 M.; Heft 36: 2,80 M.

Bei der Durchführung der Versuche wurden beobachtet: die Reißbelastung, die Höchstlast, bei der die Widerstandskraft der Probekörper

erschöpft war, die gesamten bleibenden und federnden Bewegungen einer größeren Anzahl von Punkten an der Plattenoberfläche in senkrechter Richtung, die über den Widerlagern in den Mitten der gestützten Seiten eintretende Neigung der Platten.

Aus den in hohem Grade für Theorie und Praxis wertvollen Ergebnissen der Versuche seien die nachstehenden als besonders wichtig herausgehoben*):

1. Quadratische Platten 120 mm hoch:

Wie zu erwarten stand, steigt die Neigung zur Rißbildung erheblich bei Zusammendrängung der Lasten nach der Mitte zu, bei der Höchstlast ist dieser Einfluß geringer.

Für die Rissebildung verhielten sich am günstigsten die Platten 1., dann folgen Platten 3., 5. u. 7. Die Verhältnisse der Rißbildungslasten sind hier: 1:0,94:0,85:0,79. Es liefert also die kleinste Rißbildungslast die Platte mit der Diagonalbewehrung.

Für die Höchstlast ergab sich ein verhältnismäßig kleinerer Unterschied in der getragenen Last. Hier verhalten sich in der oben angegebenen Reihenfolge 1., 3., 5. u. 7. die Bruchlasten wie: 1:1,05:0,93:1,02. Die größte Last trug mithin Platte 3., dann folgen 7., 1. u. 5.

Die Stärke der Bewehrung innerhalb der Versuchsgrenzen zeigte einen großen Einfluß bei der Höchstlast wie bei der Rißlast. Geht man aber davon aus, daß die Bruchlast im Verhältnisse zum Gewicht der Bewehrung in wirtschaftlichem Sinne eine möglichst große Zahl sein soll, so lassen die Versuche in dieser Hinsicht die Überlegenheit einer geringeren Bewehrung erkennen.

In bezug auf die Einsenkung in Plattenmitte gegenüber den Mitten der Widerlagsseiten hat sich ergeben, daß eine engere Anordnung der oberen Einlagen bei Belastungen unterhalb der Rißbildung eine Vermehrung der Durchbiegung zur Folge hat, daß bei höheren Belastungen aber das Gegenteil eintritt, da nach stärkerer Rißbildung die kräftigere Bewehrung zur Geltung kommt und kleinere Durchbiegungen sichert.

2. Quadratische Platten 80 mm hoch:

Bezüglich der Zusammendrängung der Last nach der Plattenmitte zu, des Einflusses der Anordnung der Bewehrung auf Riß- und Höchstlast ergeben sich fast die gleichen Verhältnisse wie bei den 120 mm starken Platten. Die Größe der Riß- und Höchstlasten selbst läßt die nachfolgende Zusammenstellung erkennen:

	Rißlast bei Platten			
	1. kg	3. kg	5. kg	7. kg
Platte 120 mm hoch .	13 500	12 667	11 500	10 667
" 80 " " " .	7 500	6 833	6 250	6 000

Höchstlast:

Platte 120 mm hoch .	40 333	42 167	37 500	41 333
" 80 " " " .	25 517	26 167	24 000	26 667

Auch bezüglich des Einflusses der Bewehrungsstärke ergeben sich ähnliche Verhältnisse wie vorstehend bei den 120 mm starken Platten hervorgehoben; auch hier zeigte die geringere Bewehrung sich in wirtschaftlichem Sinne als überlegen. Auch ergab sich Übereinstimmung zwischen beiden Plattenarten im Hinblick auf Formänderungen und Einsenkung.

3. Rechteckige Platte von 3 × 2 m und 4 × 2 m freier Länge, Nr. 13 und 14.

Die zunächst den langen Seiten parallel verlaufenden Risse schreiten allmählich gegen die Ecken der Platte unter etwa 45° vor. Erst später treten Risse zu den Schmalseiten auf, welche in Verbindung mit den Längsrissen ein längliches, vielfach unterteiltes Kreuz in Plattenmitte erzeugen.

Die Höchstlast der Platte 13. beträgt im Mittel: 44 333 kg, die der Platte 14: 50 667 kg.

Wird der Wert der Bruchlast der quadratischen Platte 1. (mit $P = 40\,333$ kg) = 1 gesetzt, so ergeben sich die Bruchlast-Verhältniszahlen für Platte 1 zu Platten 13 und 14 von: 1:1,10:1,26 während sich für die Rißbildung die Reihe 1:0,89:0,94 zeigt.

Es haben sich also die rechteckigen Platten unter der Höchstlast verhältnismäßig widerstandsfähiger erwiesen als unter der Rißbildungslast.

4. Rechteckige Platte mit mittlerer Unterstützung von 2,0 × 4,0 m freier Abmessung, Nr. 15:

Die Eiseneinlagen dieser Platte wurden unter der Annahme bestimmt, daß sie als Träger auf 3 Stützen mit gleichen Öffnungen aufgefaßt werden kann. Bedeutet bei einer solchen P die gleichmäßig verteilte Gesamtlast und $\frac{1}{2}$ die Feldweite, so ist das Feldmoment

$$M_1 = \frac{9}{128} \cdot \frac{Pl}{4},$$

das Mittelstützenmoment

$$M_2 = \frac{1}{8} \cdot \frac{Pl}{4}$$

und somit ihr Verhältnis $m = 1,78$. Dieser Zahl entsprechend ist ein Bewehrungsverhältnis an den in Frage kommenden Plattenstellen von 1,73 gewählt.

*) Genauerer siehe S. 246—260 und S. 213 u. 233 der Veröffentlichung.

Die auftretende Rissebildung war etwa die gleiche wie bei zwei getrennten quadratischen Platten, nach Art von Nr 1. Die Höchstlast wurde zu 98333 kg im Mittel gefunden; vergleicht man diese Zahl mit der Höchstlast, welche 2 Einzelplatten quadratischer Art (nach Nr. 1) tragen (= 40333 kg), so ergibt sich ein Verhältnis von $\frac{2 \cdot 40333}{98333} = 0,82$, das heißt,

die Einzelplatte würde nur rund $\frac{4}{5}$ der Höchstlast der durchgehenden Platte tragen können. Setzt man die Höchstlast in Verhältnis zum Gewicht der Eiseneinlage, so zeigt sich, daß die verhältnismäßige Wirksamkeit des Eisens bei beiden Plattenarten nicht ausgeprägt verschieden ist. —

Schon diese kurzen Mitteilungen über die Versuchsergebnisse zeigen, wie wertvoll diese für die Kenntnis des Verbundbaues sind. Es wird nun Sache einer weiteren Bearbeitung der Resultate sein, die statischen Grundlagen für die Berechnung solcher auf allen Seiten aufliegenden Verbundplatten aufzufinden, d. h. nachzurechnen, wie hoch das Bruchmoment bei quadratischen und rechteckigen allseitig frei gestützten Platten ist und wie sich bei letzteren die beiden Haupttrichtungen an der Kraftübertragung beteiligen.

In Heft 35 behandelt Professor M. Gary die Frage der Schwellung und Schwindung von Zement und Zementmörteln in Wasser und Luft auf Grund der im Königl. Materialprüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde-West durchgeführten Versuche. — Die Versuche sind, soweit sie sich auf das Verhalten des reinen Zements beziehen, als Vorversuche für die spätere, in Aussicht genommene Untersuchung der Längenänderung von Beton während des Erhärtens und durch Wärmeänderungen anzusehen und bezwecken als solche eine Grundlage für die Wahl der seinerzeit zu verwendenden Zemente zu schaffen. Ausgesucht wurden für diese Vorversuche derartige Zemente, welche bei der Jahreskontrolle im Karlsruher Laboratorium ein besonders auffallendes Verhalten bezüglich ihrer Längenänderungen gezeigt hatten. Außerdem wurde dafür gesorgt, daß in der Versuchsreihe der so geprüften Zemente alle in Deutschland im Gebrauch befindlichen Herstellungsverfahren vertreten waren. Alle Zemente entsprachen, wie aus den Karlsruher Untersuchungen bekannt war, der Normenprüfung. Sechs der untersuchten 10 Marken waren Portland- (I), 2 Eisenportland- (II) und 2 Hochofen-Zemente (III).

Die Prüfung der Zemente fand in reinem Zustande auf Schwellung bzw. Schwindung nach zwei verschiedenen Verfahren, auf dem Bauschinger- (a) bzw. Martens- (b) Apparat statt. Die

Stäbe bei Verfahren (a) hatten 10 cm Länge und 5 qcm Querschnitt; in die Endflächen wurden gekörnte Achatplättchen zur Aufnahme der Tastspitzen des Meßapparates eingeformt, während bei Verfahren (b) Zugkörper benutzt wurden, in die Drahtstifte, deren Abstand gemessen wurde, eingefügt waren. Der Wassergehalt schwankte zwischen 16,5 und 19,5 %.

Von jedem Zement wurden 10 Stäbe und 4–6 Zugproben gefertigt. Je zur Hälfte lagerten sie dauernd unter Wasser (α) oder waren der kombinierten Erhärtung (β) unterworfen. Prüfungszeiten waren: 1 Tag, 7 Tage, 20 Tage und 3 Monate.

Aus den Ergebnissen der Versuche sei hervorgehoben, daß sich im allgemeinen der Bauschingersche Tasterapparat als zuverlässiger zeigte; deshalb sind auch nur die Ergebnisse mit letzterem nachstehend behandelt. Alle 3 Gruppen von Zementen zeigen ein Schwellen im Wasser, ein Schwinden an der Luft, die Neigung hierzu ist aber bei den Zementen der einzelnen Gruppen verschieden; der Grund hierfür wird in Abweichungen der Herstellungsverfahren zu suchen sein, im besonderen in der Menge des aus diesen sich ergebenden „Schwachbrandes“. Im allgemeinen zeigen die schlackenhaltigen Zemente (Gruppe II und III) geringe Beeinflussung durch Wasser und Luft, wahrscheinlich ein Einfluß der durch die Beimengung von Schlacke schon eingetretenen Magerung.

Auf Grund dieser Ergebnisse wurde eine Erweiterung der Versuche auf Mörtel mit verschieden großem Sandzusatz, und zwar mit den 3 Zementen beschlossen, die bei den vorbeschriebenen Versuchen besonders abweichende Resultate geliefert hatten. Von den 3 Zementen waren 2 Portlandzemente, einer ein Hochofenzement. Diese 3 Zemente wurden mit 3 verschiedenen Sanden (2 Quarzsande, 1 Kalksteinsand) in je 2 Mischungsverhältnissen (1:3 und 1:5) zu Prismen verarbeitet, und zwar mit einem Wasserzusatz von 17 %. Die Erhärtung in 2 Gruppen (α und β) war dieselbe wie bei den reinen Zementproben, die Prüfung selbst fand nach 1, 7, 28, 90 und 360 Tagen statt. Später wurden die Versuche auch noch auf einen Eisenportlandzement ausgedehnt. Die Untersuchung hat die folgenden Ergebnisse gezeigt: bei Wasserlagerung dehnen sich alle Zemente; die Dehnungen nehmen mit der Magerung ab. Bei Luftlagerung schwinden sie, und zwar um so stärker, je fetter die Mischung ist; das Höchstmaß der Schwindung ist im allgemeinen nach 3 Monaten erreicht. Längere Feuchthaltung der Körper hält die Schwindung auf, und zwar ist das Schwindmaß nach Jahresfrist um so geringer, je länger der Körper im Wasser lag. Eine Schwindung von $\frac{1}{2}$ mm auf 1 m Baulänge des Mörtels ist noch als ein zu

lässiges Maß anzusehen. Sand, dem die größten Teile fehlen, macht die Zementkörper im Wasser am empfindlichsten, Sand mit Kalkstein- und Tonfragmenten scheint hier die geringste Wirkung auszuüben. An der Luft treten die umgekehrten Wirkungen ein; kalkige und tonige Sande sind mithin wenig geeignet für an der Luft erhärtende Bauten, bei denen Schwindrisse vermieden werden sollen.

Durch die Versuche ist jedenfalls festgestellt, daß Zementart und Sandart entscheidenden Einfluß auf das Schwinden und Schwellen haben.

Heft 36 behandelt Versuche zum Vergleiche der Würfelfestigkeit des Betons zu der im Bauwerk erzielten Festigkeit.

Die Untersuchung, über die Geheimrat Prof. Berndt und Privatdozent Dr. Preuß (†) berichten, erstreckt sich auf Probekörper, die teils in der Stuttgarter Versuchsanstalt hergestellt, teils bei Erstellung von Bauwerken selbst unmittelbar zum Zwecke späterer Abtrennung an diese anbetoniert wurden.

Im Eingange des Berichtes sind zunächst Versuche erwähnt, die an Teilen der bekannten Düsseldorfer Ausstellungsbrücke nach deren Abbruch zur Ausführung gelangten. Aus dem Brückengewölbe wurden 2 Blöcke von etwa $50 \times 100 \times 100$ cm herausgemeißelt. Der damals 7 Jahre alte 1:4:4 gemischte Beton zeigte an aus den Blöcken herausgesägten Probewürfeln von 38 bis 28 cm Seitenlänge bei Block I eine Würfelfestigkeit von i. M. 220, bei II von i. M. 352 kg/qcm. Dieser große Unterschied findet darin seine Erklärung, daß der Beton von Block I beim Heraussägen der Würfel durchnäßt wurde und sich hierdurch bei der Prüfung in einem sehr ungünstigen halbfuchten Zustande befand, zudem auch Hohlräume unter größeren Schotterstücken in sich schloß.

Gegenüber der bei der seinerzeitigen Normenprobe gefundenen Würfelfestigkeit von 254 kg/qcm bzw. nach $\frac{1}{2}$ Jahr von 278 kg/qcm hatten die maßgebenden Versuche von Block II mithin eine erhebliche Festigkeitszunahme von 74 bzw. 98 kg/qcm ergeben:

Bei den Laboratoriumsversuchen wurden Probekörper in Mischung von 1:3:6, 1:4:8 und 1:5:10 hergestellt. Zum Versuche dienten hier einmal normal hergestellte Probewürfel von 30 cm Seitenlänge, die zur Hälfte nach der Normenprobe zur anderen Hälfte nach den Vorschriften, die für die Würfelherstellung vom Deutschen Ausschusse für Baustellen gegeben worden sind, hergestellt wurden. Diesen Laboratoriumswürfeln gegenüber standen große Vergleichs-Betonblöcke die in besonders sachgemäßer Weise und mit

großer Genauigkeit im Hofe des Materialprüfungsamtes hergestellt wurden. Diese Probelöcke waren so bemessen, daß von oben nach unten und nach der Seite die Stärken und Breiten des prismatischen Blockes zunahmen, um beim späteren Herausschneiden von Probewürfeln auch darüber Untersuchungen anstellen und Erfahrungen sammeln zu können, in welcher Weise die Festigkeit des Betons in den Probelöcken von außen nach innen und oben nach unten eine Veränderung (Zunahme) erfährt. Weiter war dafür gesorgt, daß den Abmessungen der Probelöcke unter der Berücksichtigung, daß sie später in eine größere Anzahl Würfel von 30 cm geteilt werden sollten, an der Außenfläche überall eine Schutzschale von 10 cm Stärke anbetoniert war; hierdurch wurde erreicht, daß kein Probekörper mit einer beim Erhärten an der Schalung anliegenden Fläche zur Prüfung gelangte, sondern alle Würfelseiten — wie es bei aus Bauwerken herausgeschnittenen Würfeln tatsächlich ist — Schnittflächen waren. Das Zerteilen der großen Blöcke in diesem Sinne erfolgte ausschließlich durch Sägen, zumal die von Magens durchgeführten Versuche, solche Probekörper durch Abstimmung, Umstemmen oder Herauskeilen zu gewinnen, ergeben hatten, daß durch eine solche Behandlung des Betons dessen Festigkeit sehr stark leidet.

Die Vergleichsversuche zwischen dieser Gruppe von Versuchskörpern, also den in Formen gestampften und den aus den besonders gut gestampften Blöcken herausgesägten Probewürfeln führten zu den folgenden Ergebnissen:

1. Die Druckfestigkeit der verschiedenen Würfel, herausgesägt aus den Blöcken, ist nicht unwesentlich verschieden; es zeigen sich Abweichungen bis zu 30 %. Hierbei ist in der Regel die Druckfestigkeit der unteren Schichten im Block höher als die der oberen.
2. Die Druckfestigkeit der Blockwürfel ist nicht unwesentlich höher als die der Probewürfel, und zwar um 11,6—29,3 %.

Zum Vergleiche mit dieser Gruppe von Versuchen wurden dann noch sogen. Baustellenversuche angeschlossen, indem Probelöcke, aus denen später wieder in genau derselben Art, wie vorerwähnt, Würfel allseitig herausgesägt wurden, unmittelbar an die verschiedensten Bauausführungen anbetoniert und von ihnen nur durch eine Papplage, zwecks leichter späterer Abtrennung, geschieden wurden. Hier konnte also ein tatsächlicher Vergleich mit den Verhältnissen gewonnen werden, wie sie im Baubetriebe vorliegen, zumal die Herstellung der angeschlossenen Betonblöcke den einfachen Bauarbeitern überlassen war.

Die Versuchsergebnisse werden von den Verfassern in den folgenden Schlüssen vereinigt:

1. Die Druckfestigkeit auch der aus den gleichen wagerechten Schichten der Betonklötze herausgesägten Probewürfel ist oft nicht unwesentlich voneinander verschieden.
2. Die Festigkeit des Betons im Bauwerk ist

je nach der Sorgfalt der Ausführung bald größer, bald kleiner als die Würfelprobe, im Durchschnitt aber etwa gleich dieser.

3. Eine größere Druckfestigkeit der unteren Schichten gegenüber den oberen Schichten ist auch bei den Baustellenversuchen häufig, jedoch nicht allgemein beobachtet worden.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Bauamtmann R. Schober, Dresden.

L bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Über mittelbaren und unmittelbaren Rostschutz mit besonderer Berücksichtigung der rostverhütenden Anstriche nach Dr. Liebreich. Von Ingenieur Leopold Herzka, Staatsbahnrat, Wien. Nachdem Verfasser die Theorien über die Rostentstehung und den Zweck und die Beschaffenheit der Anstriche eingehend untersucht hat, kommt er zu dem Schluß, daß durch die Versuche Liebreichs zweifellos festgestellt wurde, daß die Vorgänge beim Rosten auf einen elektrolytischen Zersetzungsprozeß des Eisens zurückzuführen sind. Die besten Rostschutzfarben müssen demnach diesen Vorgang zu verhindern suchen, was am besten durch die Farben mit alkalischen Zusätzen geschieht. Der Eisenbau 1915. Nr. 9.

2. Prüfung und Untersuchung.

Prof. Rohland und die inneren Spannungen im Eisenbeton. Von Regierungsrat L. Jesser, Wien. Verfasser wendet sich gegen den von Prof. Rohland aufgestellten Satz, daß im Beton Anfangsspannungen vorhanden seien, die durch Schlag (Schuß) ausgelöst, eine vollständige Zertrümmerung des Betons herbeiführen. Beton und Eisen 1915. Heft XVI.

Die Wirksamkeit des Eisenoxyds bei der Bildung des Portlandzementklinkers. Beitrag vom Chemischen Laboratorium der Universität in Michigan. Von Edward D. Campbell. Die Untersuchungen, um diese Frage zu klären, werden eingehend beschrieben, ihre Ergebnisse ausführlich mitgeteilt und kritisch besprochen. Tonindustriezeitung Nr. 119 bis 123.

Die Verwendung von hochwertigem Spezial-Portlandzement und -Beton im Bauwesen. Von Ingenieur M. Spindel. Im Aufsatz wird eingehend untersucht, welche unermesslichen Vorteile dem Betonbau und dem ganzen Bauwesen durch Verwendung von hochwertigem Zement und Beton erwachsen können, d. h. durch Verwendung von Zementen, welche nicht

nur den in den „Normen“ festgesetzten Mindestanforderungen genügen. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1915. Heft 41.

Unzulänglichkeit der Mittelwerte bei Druckfestigkeitszahlen. Geh. Reg.-Rat Prof. Dr. J. Hirschwald führt in den „Bautechnischen Gesteinsuntersuchungen“ den Nachweis, daß es falsch ist, besonders bei Festigkeitsuntersuchungen von Gesteinen den Mittelwert als maßgebend anzunehmen. Gerade der niedrigste Wert müsse hier als ausschlaggebend angenommen werden, Tonindustriezeitung 1915. Nr. 122.

Würfelfestigkeit und Bauwerksfestigkeit des Betons. Kurzer Bericht über die vom „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ zu dieser Frage ausgeführten Versuche und Untersuchungen. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1915. Nr. 19.

3. Wirtschaftliches.

Die Mörtelfrage bei großen Beton- und Mauerwerkskörpern. Von Heinrich Vogel, Andernach a. Rhein. Verfasser tritt für die Verwendung des Trasses bei Mörtel ein. Er bespricht die technischen Vorzüge des Traßmörtels und -betons, untersucht die Wirtschaftlichkeit, gibt eine ganze Zahl in der Praxis erprobte Mörtel- und Betonzusammensetzungen mit Traß für alle möglichen Bauzwecke und führt Festigkeitszahlen solcher Mörtel an. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1915. Heft 43.

II. Theorie.

Formeln zur Untersuchung der gebräuchlichsten Sperrmauertypen. Von Ingenieur Norbert Loidl, Forsttechniker der k. k. Sektion für Wildbachverbauung in Linz. Für die Sperrmauertypen mit lotrechter Wasserwand und unter einem Winkel geneigter Luftseite werden Formeln entwickelt, die es ermöglichen, ohne Anwendung der zeitraubenden graphischen Untersuchung auf rein rechnerischem Wege die Standicherheit zu prüfen. Zahlenbeispiel. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1915. Heft 39.

Die Berechnung zweistieliger Stockwerksrahmen unter symmetrischer Belastung. Von Dr.-Ing. Josef Heidinger, Wien. Nach der theoretischen Untersuchung wird die Anwendung an einem ausführlichen Zahlenbeispiel gezeigt. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1915. Heft 37.

Berechnung von Stützmauern in Eisenbeton. Von Ingenieur Karl Schäfer in Berlin-Charlottenburg. Es werden für die Berechnung von Winkel-Stützmauern einige Formeln abgeleitet, deren Wert in ihrer Kürze und in dem Umstande liegt, daß sie in jedem Fall gestatten, von vornherein die Bauwerksabmessungen so zu finden, daß die zulässigen Bodenpressungen gerade erreicht und die hiermit im Zusammenhang stehenden Mindestabmessungen der Mauern festgelegt werden. Die Ermittlungen setzen durchweg wagrechtes und überall gleichmäßig belastetes Gelände voraus. Zahlenbeispiel. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen. Nr. 18.

Beitrag zur Bestimmung der Bogenform bei Wölbbrücken. Von Ingenieur R. Doo-rentz, Leipzig, z. Zt. im Felde. Bei der Aufstellung von vorläufigen Entwürfen ist es angebracht, die Bogenform ohne längere Untersuchung durch eine einfache Berechnung festzulegen. In dem Aufsatz werden die dazu notwendigen Gleichungen entwickelt und ihre Anwendung an Beispielen gezeigt. Der Gang der Rechnung ist folgender: Die Scheitelstärke des Bogens wird nach den bekannten empirischen Gleichungen ermittelt. Dann wird die Form des Gewölbes nach den aufgestellten Formeln berechnet und das Gewölbe kann aufgetragen werden. Beton und Eisen 1915. Heft XVI.

Beitrag zur Frage der praktischen Anwendung der verschiedenen Knickformeln Nachtrag. Von N. Mennicken, Dessau. Der Aufsatz ist eine Fortsetzung der in Nr. 5 des Eisenbaues erschienenen Abhandlung. Der Eisenbau 1915. Nr. 8.

Beitrag zur Standfestigkeitsberechnung der Führungsgerüste von Gasbehältern. Von Dipl.-Ing. Wendt, Charlottenburg. Der Eisenbau 1915. Nr. 9.

III. Eisenbetonversuchswesen. Feuerproben.

Versuche zur Klarstellung der Wirkungsweise der Umschnürung bei Eisenbetonsäulen. Von C. Bach. Um den Einfluß des Abstandes der Eisenringe, d. h. die Ganghöhe der Schraubenlinie der Bewehrungsspirale sowohl auf die Größe der Reißbildungslast als auch der Bruchbelastung bei umschnürten Betonsäulen festzustellen, sind in der Stuttgarter Materialprüfungsanstalt neue Versuche ausgeführt worden, deren Anordnung und Ergebnisse mitgeteilt werden. Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1915. Bd. 59, Nr. 44.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Der Eisenbeton im Hochbau. Von Dipl.-Ing. Dr. V. Lewe, Bromberg. Der Aufsatz behandelt die falsche Auslegung des § 14, Abs. 5 der Preussischen Bestimmungen für Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907. Der Industriebau 1915. Heft X.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

— — —

2. Ausführungen im Hochbau.

Die Großwäscherei der Hamburg-Amerika-Linie in Hamburg-Kuhwärder. Von Dipl.-Ing. Dr. Wm. Scholz in Hamburg. In der Beschreibung dieser großartigen Anlage, die sich hauptsächlich mit der maschinellen Einrichtung befaßt, befinden sich auch Angaben über das ganz in Eisenbeton ausgeführte Gebäude und eine große Verladebrücke aus Eisenbeton. Mit Abbildungen. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1915. Nr. 40.

Neu- und Umbau Löwenbräu-München für Faßwäscherei, Picherei und Abfüllanlagen. Von G. Schellenberger, Ingenieur d. Fa. Heilmann und Littmann, München. Kurze Beschreibung dieses großen Eisenbetongebäudes. Mit Abbildungen. Beton und Eisen 1915. Heft XVI.

Die Eisenbetonbauten im Tiergarten, in Nürnberg. Von Dipl.-Ing. Hermann Goebel, Lehrer an der Bauschule Nürnberg. Bei der Schaffung dieses hervorragenden Tiergartens ist der Eisenbeton nicht nur für die meisten Gebäude, sondern in ganz hervorragender Weise für die verschiedenen Felsgruppen und Gebirge, die teilweise eine Höhe bis zu 30 m erreichen, herangezogen worden. Eine nähere Beschreibung dieser Ausführungsart und Einzelheiten über die Ausbildung des großen Warmhauses werden durch viele Abbildungen vorgeführt. Beton und Eisen 1915. Heft XVI.

Konstruktionen im Schauhaus des neuen Aquariums des Zoologischen Gartens in Berlin. Von Ingenieur O. Leitholf in Berlin. Kurze Beschreibung mit Abbildungen der bei diesem Gebäude verwendeten Eisenbetonkonstruktionen. Deutsche Bauzeitung 1915. Nr. 71.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Straßenbrücke über die Saale bei Dürrenberg. Von Ober-Ingenieur Hauf des Zementbaugeschäfts Rud. Wolle in Leipzig. Beschreibung einer 3-Gelenkbogen-Brücke aus Beton mit Lichtweiten von 58,0 m, 35,0 m und 21,6 m.

Ausführliche Angaben über die Untersuchung, die Ausführung des Bauwerks, die Ein- und Ausrüstung der Bogen und die Ausbildung der Gelenke. Mit vielen Abbildungen. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen. Nr. 18 u. 19.

Eisenbetonbrücken im Landschaftsbild. Mit vielen Abbildungen wird eine große Anzahl von Eisenbetonbrücken der verschiedensten Systeme vorgeführt und ihre Anpassung an das Landschaftsbild kritisch besprochen. Der Brückenbau Heft 19 und 20.

Neue Walzträgerüberbauten mit Formsteinen aus Beton als Zwischenfüllung. Von Regierungs- und Baurat Nixdorff in Berlin. Dieses neue Verfahren, das in der preussischen Eisenbahnverwaltung schon vielfach Verwendung gefunden hat, wird mit Abbildungen eingehend besprochen. Angaben über die Berechnungsweise, die Ausführung und die Erfahrung mit dieser Bauweise werden mitgeteilt. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 86.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Der Bau der Median-Talsperre in Texas. Von Frank C. Perkins, Buffalo. Baubeschreibung der großen 50 m hohen und 480 m langen Sperrmauer bei San Antonio, Texas, deren Mauerwerksinhalt 230 000 cbm beträgt. Ausführliche Angaben über die Baustellen-Einrichtung, die Arbeitsleistungen und die Kosten. Eine Nebensperre und ein großer Eisenbetondüker werden

gleichfalls kurz beschrieben. Mit Abbildungen. Beton und Eisen 1915. Heft XVI.

Rammversuche mit eisernen Spundpfählen in Fürstenberg a. d. Oder. Von R. Scheck, Fürstenwalde a. d. Spree. Verfasser berichtet über die Ausführung dieser Versuche mit 7 verschiedenen Arten eiserner Spundbohlen. Er gibt eine sehr ausführliche Beschreibung der Versuchsanordnung und ihrer Ergebnisse und vergleicht dieselben kritisch. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 79.

Flachgründungen bei Wohnhausbauten in Budapest. Von Hugo Székely, Ingenieur von Brüdern Grünwald und Schiffer, Budapest. Angaben über Ausführung, Kosten und Berechnung dieser Gründungsart, bei der statt durchgehender Grundplatte ein Trägerrost gebildet wird, der auf einer nur 20 cm starken Bodenplatte ruht. Mit Abbildungen. Beton und Eisen 1915. Heft XVI.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Sammelkanal in Eisenbeton von 200/250 cm Lichtweite. Von Dipl.-Ing. W. Schwaab, Heidelberg. Mit Abbildungen wird die Ausführung und die bauliche Ausbildung des interessanten Bauwerks beschrieben. Beton und Eisen 1915. Heft XVI.

VI. Allgemeine Fragen.

— — —

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die baulichen und wirtschaftlichen Grundlagen der Geschäftsstadt Berlin. Ein Überblick über den Berliner Baumarkt von Dr.-Ing. Willy Lesser, Dipl.-Ing. Mit 46 Tabellen und Zeichnungen. Berlin W. Verlag W. Krüger, 1915. Preis brosch. 3 M.

Die Arbeit bezweckt darzulegen, wie in Berlin am Vorabend des Weltkrieges die baulichen und damit zusammenhängenden Verhältnisse gelegen haben, sie kritisch zu beleuchten, auf die vorhandenen schweren Schäden hinzuweisen und Verbesserungen vorzuschlagen, die einer besseren Entwicklung nach dem Kriege die Wege weisen sollen. „Si vis pacem, para bellum, et in bello para pacem“ ist in diesem Sinne das dem Vorworte der Arbeit angefügte Motto. Es ist nicht zu verkennen, daß es dem Verfasser gelungen ist, sich frei zu halten von Nebensächlichem und überall das Eigenartige und Wesentliche des Berliner Bau-Geschäftsbetriebs herauszuschälen. Auch bei seinen Verbesserungsvorschlägen bewegt er sich auf dem Boden des Möglichen, namentlich auch unter Berücksichtigung der schwierigen wirtschaftlichen Verhältnisse nach dem Kriege und der Notwendigkeit, alsdann mit Geldmitteln sehr häuslichermaßen umzugehen. Möge das allen zu empfehlende Werk den Er-

folg haben, den seine Tendenz und sein innerer Wert verlangen können. M. F.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton Heft 30. Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbetonplatten (ausgeführt in Stuttgart). Bericht erstattet von Staatsrat Dr. C. Bach und Ingenieur O. Graf. Preis brosch. 25 M. — Heft 35. Schwellung und Schwindung von Zement und Zementmörteln in Wasser und Luft (ausgeführt in Berlin-Lichterfelde W.). Bericht erstattet von Professor M. Gary. Preis brosch. 1,80 M. — Heft 36. Versuche zum Vergleich der Würfelfestigkeit des Betons zu der im Mauerwerk erzielten Festigkeit (ausgeführt in Darmstadt). Bericht erstattet von Geheimrat Prof. O. Berndt und Privatdozent Dr. Preuss (†).

Über den wertvollen Inhalt der 3 Hefte und die in ihnen wiedergegebenen Versuchsergebnisse wird an anderer Stelle (S. 281) dieses Heftes ausführlich berichtet. Wie alle Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses, so werden auch diese neuen 3 Hefte mit Anerkennung und Dank von den Fachgenossen entgegengenommen werden und in der Praxis segensreich wirken. M. F.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.